

# Competitive pumped-storage projects with vertical pressure shafts without steel linings

## Konkurrenzfähige Pumpspeicherwerkprojekte dank ungepanzelter, vertikaler Druckschächte

For the highly loaded pressure tunnels and shafts that are used for the extension of storage power plants with pumped storage and to increase installed capacity, alignments of the waterway system with high overburden are of great importance from the economical and safety points of view. With the development of the raise-boring method, vertical pressure shafts can now be drilled up to 800 m in one step.

Considering rock cover, the use of vertical pressure shafts can enable optimal alignments. If the vertical shaft is located deep enough in the rock mass and safety against hydraulic jacking can be ensured, no steel liner is required in the shaft as long as rock permeability is low, and a reinforced concrete lining is sufficient. This is designed in order to limit crack widths and thus keep water losses below acceptable values. In view of highly increasing steel prices, such a concept results in economic and competitive pumped-storage projects.

### 1 Alignment of waterway systems – trend towards vertical pressure shafts

Parallel to the development of the efficient raise-boring method, vertical pressure shafts have been used for about 30 years for the waterway systems of hydropower power

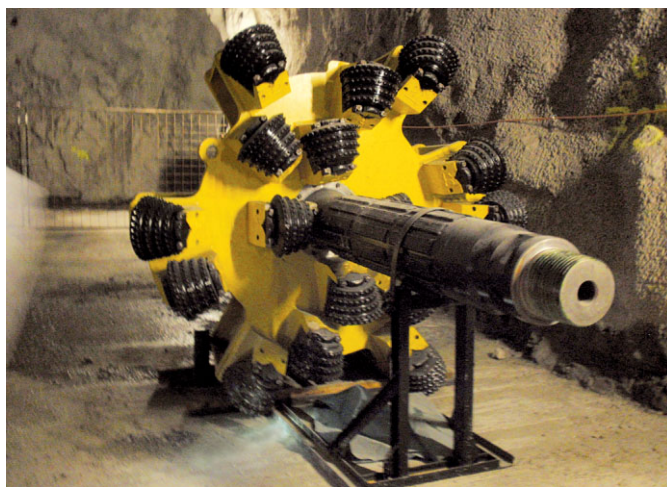


Fig. 1. Raise boring head used for the vertical pressure shaft of the pumped storage station at Nant de Drance (Photo: Schleiss, Sept. 2012)

Bild 1. Bohrkopf des im vertikalen Druckschacht des Pumpspeicherwerks Nant de Drance verwendeten Raise-Boring-Geräts (Foto: Schleiss, Sept. 2012)

Bei hochbeanspruchten Druckstollen und Druckschächten, wie diese bei der Erweiterung von Speicherkraftwerken mit Pumpspeicherwerken und durch Leistungserhöhungen vorkommen, sind tiefliegende Linienführungen der Triebwassersysteme aus wirtschaftlichen und sicherheitstechnischen Gründen von größter Bedeutung. Mit der Entwicklung des Raise-Boring-Verfahrens können heute Vertikalschächte bis gegen 800 m in einer einzigen Etappe ausgeführt werden. Dadurch ergeben sich bezüglich Felsüberdeckung optimale Linienführungen. Falls der Schacht genügend tief im Gebirge angeordnet wird und somit die Sicherheit gegen hydraulischen Gebirgsbruch gewährleistet ist, kann bei wenig durchlässigen Felsformationen auf eine Stahlpanzerung verzichtet werden. Eine bewehrte Betonauskleidung ist ausreichend, deren Bewehrung so bemessen ist, dass die Rissweiten und somit die Wasserverluste auf zulässige Werte beschränkt werden. Anbetracht der stark angestiegenen Stahlpreise führt dieses Konzept zu wirtschaftlichen und konkurrenzfähigen Pumpspeicherwerkprojekten.

### 1 Linienführung von Triebwassersystemen – Trend zu vertikalen Druckschächten

Mit der Entwicklung des effizienten Raise-Boring-Verfahrens haben vertikale Druckschächte vor etwa 30 Jahren auch Eingang in die Triebwassersysteme von Wasserkraftanlagen gefunden (Bild 1). Falls der Schacht eine genügend große Felsüberlagerung hat, kann bei geringen Felsdurchlässigkeiten auf eine Stahlpanzerung verzichtet werden. Dieses sehr wirtschaftliche Konzept wurde inzwischen bei vielen Wasserkraftanlagen verwirklicht [1]. Als eine der ersten Realisierungen dieser Art kann die Unterstufe der Wasserkraftanlage North Fork Stanislaus River in Kalifornien erwähnt werden [2] [3]. Der Autor hat zudem bei den Vertikalschächten Houay Ho in Laos und Lower Kihansi in Tansania mitgewirkt, die seit 1999 erfolgreich in Betrieb sind. Die wesentlichen Daten von einigen vertikalen, ungepanzerten Druckschächten sind in Tabelle 1 zusammengefasst.

Zurzeit sind in der Schweiz mehrere Pumpspeicherwerke geplant oder bereits im Bau, welche als Unter- und Oberbecken bestehende Speicherseen nutzen. Bei solchen Gegebenheiten drängen sich vertikale Druckschächte gerade auf (Bild 2), wie dies beispielsweise beim im Bau befindlichen Pumpspeicherwerk Nant de Drance im Wallis der Fall ist. Auch für das geplante Pumpspeicherwerk Grimsel 3 zwischen dem Räterichsboden- und Grimselsee

Table 1. Examples of vertical pressure shafts without steel liners  
Tabelle 1. Beispiele von ungepanzerten, vertikalen Druckschächten

Name of the HPP scheme	Inauguration	Geology, Rock mass modulus	Internal diameter of shaft	Lining	Internal water pressure
North Fork Collierville, California	1989	Mica schist 15–20 GPa	3.65 m	30 cm non-reinforced concrete	66 bar (static) 70 bar (dynamic)
Uttendorf II, Austria	1990	Sericite-quartz phyllite 16 GPa	2.4 m	40 cm passively pre-stressed concrete lining	64 bar (static) 76 bar (dynamic)
Houay Ho, Laos	1999	Mica schist 10 GPa	3.9 m	40 cm concrete (only localised reinforcement)	62 bar (static) 68 bar (dynamic)
Lower Kihansi, Tanzania	1999	Biotite gneiss 10–30 GPa	4.7 m	40 cm concrete (only localised reinforcement)	85 bar (static) 86 bar (dynamic)
Nant de Drance, Switzerland	Under construction	Para gneiss 10–40 GPa	7 m	40 cm reinforced concrete (for crack control)	50 bar (static) 56 bar (dynamic)
Grimsel 3, Switzerland	Under design	Aare granite 40–60 GPa	5.9 m	40 reinforced concrete (for crack control)	65 bar (static) 68 bar (dynamic)

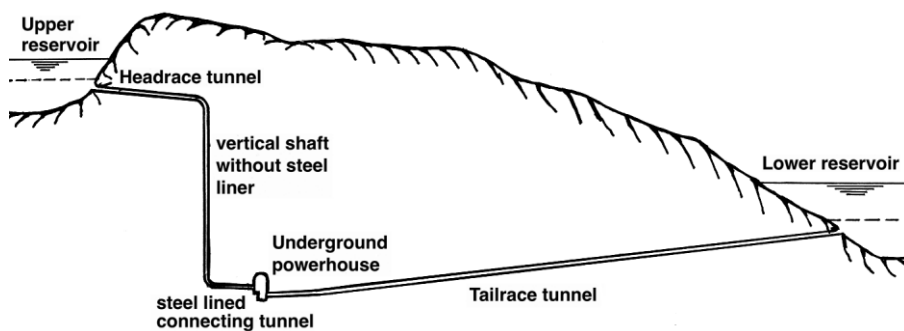


Fig. 2. Longitudinal profile of a typical waterway system of a pumped storage station with a vertical shaft between the two reservoirs

Bild 2. Längenprofil durch ein typisches Triebwassersystem mit Vertikal-schacht eines Pumpspeicherwerks zwischen zwei bestehenden Speichern

plants (HPP) (Fig. 1). If a pressure shaft has sufficient rock cover, no steel liner is required as long as rock permeability is low. Such a concept has now been used on many hydropower schemes [1]. The Collierville Tunnel of the North Fork Stanislaus River hydropower scheme in California can be considered as one of the first projects having such a vertical shaft [2] [3]. The author has also been involved in the design of the vertical shafts of Houay Ho HPP in Laos and Lower Kihansi HPP in Tanzania, which have both been in successful operation since 1999. Key data of selected vertical pressure shafts without steel lining are summarised in Table 1.

In Switzerland, several pumped-storage power plants using existing reservoirs as upper and lower basins are currently at the design stage or already under construction. Under the conditions shown in Fig. 2, vertical pressure shafts are almost mandatory, as is the case for the Nant de Drance pumped storage project under construction in the Canton of Valais. A vertical shaft was also selected for the Grimsel 3 pumped storage project between the lower Räterichsboden and the upper Grimsel Reservoir [4]. For these projects, the optimum concept with vertical shafts allowed the omission of steel liners with a significant saving of construction costs.

fiel die schlussendliche Wahl auf einen vertikalen Druckschacht [4]. Das für diese Projekte optimale Konzept erlaubt es, die Druckschächte ungepanzert auszuführen und so erhebliche Baukosten einzusparen. Gegenüber geneigten, allenfalls auch ungepanzerten Schächten haben Vertikalschächte erhebliche Vorteile bezüglich Bauzeit, Arbeitssicherheit beim Ausbruch, Qualität der Betonauskleidung durch bessere Verdichtung sowie Unterhalt.

## 2 Übergeordnete Bemessungskriterien von durchlässigen Auskleidungen

Ungepanzerte und nicht mit Kunststofffolien abgedichtete Auskleidungen sind grundsätzlich durchlässig, auch wenn die Wasserverluste auf sehr kleine Werte beschränkt werden. Selbst ungerissene Betonauskleidungen sind nicht absolut dicht. Bewehrte Betonauskleidungen werden unter Innendruck reißen. Die Aufgabe der Bewehrung ist es, die Risse so zu verteilen, dass die Rissweiten unter einem bestimmten Grenzwert bleiben. Bei durchlässigen Auskleidungen entsteht zwangsläufig eine Sickerströmung durch die Auskleidung ins Gebirge. Die entsprechenden Strömungskräfte beanspruchen sowohl Auskleidung und Gebirge. Im Gegensatz zu einer absolut dichten Ausklei-

Compared to inclined and steel-lined pressure shafts, vertical shafts have advantages regarding construction time, working safety during excavation, quality of concrete lining due to better compaction as well ease of maintenance.

## 2 General design criteria for pervious linings

Linings, which are not steel lined or sealed with a plastic membrane, are in principle permeable. Even non-cracked concrete linings are not absolutely watertight. Reinforced concrete linings will crack under internal pressure. The purpose of the reinforcement is to distribute the cracks in such a way that their width remains below a certain limiting value. Permeable linings permit seepage flow into the rock mass. Seepage forces load the lining as well as the rock mass. In contrast to an absolutely watertight lining, internal water pressure not only acts as a force on the internal face of the lining, but will also act as a volumetric force inside the permeable lining and rock mass as a result of seepage forces. This volumetric force results in deformation which will change the opening widths of cracks and fissures in the lining and rock mass. Thus the permeability is changed by the deformation which in turn influences the seepage forces. This mechanical-hydraulic coupling is important for the analysis of permeable waterway systems and cannot be neglected [5] [6].

In the case of a permeable lining, for example a reinforced concrete lining, two design criteria have to be considered [7]:

- bearing capacity of the rock mass,
- limiting water losses and reach of the seepage flow (serviceability).

Both criteria can be influenced by the choice of a suitable alignment and lining type.

The bearing capacity of the rock mass is ensured as long as the water pressure acting at the outer side of the lining is not higher than the minimal natural stresses in the rock mass. Otherwise rock mass failure by hydraulic jacking or fracturing will occur (Fig. 3).

The bearing capacity of the rock mass can be influenced by the rock overburden of the alignment of the waterway system. The vertical but also the lateral rock cover of the pressure shaft has to be chosen such that the minimum rock stresses are above the internal water pressure with a sufficient safety factor.

Water losses and the reach of seepage flow out of the tunnel or the shaft have to be limited [7]. Based on experience from the Alpine region, water losses of 1 l/s per km

dung wirkt also der Innenwasserdruck nicht nur als Flächenlast an deren Innenseite, sondern auch als hydraulische Massenkraft in Auskleidung und Fels. Diese Massenkraft, infolge des hydraulischen Gradienten der Sickerströmung, verursacht Deformationen, welche sich in Auskleidung und Fels vorwiegend durch eine Änderung der Riss- und Kluftweiten auswirken. Dadurch ändert sich deren Durchlässigkeit was wiederum die Sickerströmungskräfte selbst beeinflusst. Demzufolge beeinflussen sich der mechanische und hydraulische Zustand eines durchlässigen Triebwassersystems gegenseitig durch hydraulisch-mechanische Wechselwirkungen. Deren Einfluss darf bei der Bemessung nicht vernachlässigt werden [5] [6].

Grundsätzlich müssen bei einer durchlässigen Auskleidung, zum Beispiel bei einer bewehrten Betonauskleidung, zwei Kriterien beachtet werden [7]:

- Tragfähigkeit des Gebirges,
- Beschränkung der Wasserverluste und Reichweite der Sickerströmung (Gebrauchsfähigkeit).

Diese Kriterien lassen sich durch die Wahl einer geeigneten Linienführung sowie der Auskleidungsart beeinflussen.

Die Tragsicherheit des Gebirges ist gewährleistet, solange der an der Außenseite der Auskleidung wirkende Anteil des Innenwasserdruckes die minimalen Gebirgsspannungen nicht übersteigt. Werden diese überschritten so entsteht ein hydraulischer Gebirgsbruch, welcher im englischen Sprachraum als „Hydraulic Jacking“ bzw. „Hydraulic Fracturing“ bezeichnet wird (Bild 3).

Die Tragsicherheit des Gebirges lässt sich durch Tiefenlage des Triebwassersystems beeinflussen. Dabei muss sowohl die horizontale als auch vertikale Überdeckung so gewählt werden, dass die minimalen Gebirgsspannungen in Schachtnähe mit genügender Sicherheit über dem Innenwasserdruck liegen.

Die Wasserverluste und die Reichweite der Sickerströmung aus einem Triebwassersystem müssen gering bleiben [7]. Aus rein energiewirtschaftlichen Gründen können aufgrund von Erfahrungen im Alpenraum Wasserverluste von 1 l/s pro km und bar Innenwasserdruck toleriert werden. In Ausnahmefällen sind selbst 10 l/s pro km und bar wirtschaftlicher als teure Abdichtungsmaßnahmen. Allerdings darf keine Gefahr von Erosion und Auswaschungen von Kluftfüllungen infolge hoher Gradienten in Stollennähe entstehen. Diese können allenfalls durch eine Beschränkung der Rissweiten in der Betonauskleidung mit einer entsprechenden Bewehrung verhindert werden. Eine genügende Überdeckung oder ausreichend dichte Auskleidung muss auch gewährleisten, dass die



Fig. 3. Possible rock mass failure mechanism (schematic) for unlined or permeable pressure tunnels depending on the ratio between vertical and horizontal natural stresses in the rock mass  
Bild 3. Mögliche hydraulische Gebirgsbrucharten (schematisch) bei unverkleideten oder durchlässigen Druckstollen je nach Verhältnis der natürlichen Gebirgsspannungen



length and per bar internal pressure may be acceptable. Exceptionally even 10 l/s per km and bar are more economical than the implementation of expensive waterproofing measures. Nevertheless no danger of erosion and washing out of rock joint fillings due to high seepage gradients near the tunnel can be accepted. This may be avoided by limiting the opening of the cracks in the concrete lining by providing appropriately designed reinforcement. Furthermore, sufficient rock cover or a sufficiently watertight lining also has to ensure that the reach of the seepage flow out of the tunnel cannot reach the ground surface and eventually produce large scale slope instabilities. Finally, seepage losses should not negatively influence the hydrogeological conditions, for example the yield of springs.

### 3 Design of reinforced concrete linings of vertical pressure shafts

Above a certain internal water pressure, a first series of cracks will be formed in the concrete lining during the first filling. The spacing of these cracks can be influenced significantly by the provision of appropriate reinforcement; reinforcement with small-diameter bars and close spacing is very advantageous for this purpose. Under high internal water pressure, a second or even third series of cracks may occur (Fig. 4). This history of crack formation has to be considered in the determination of the stresses

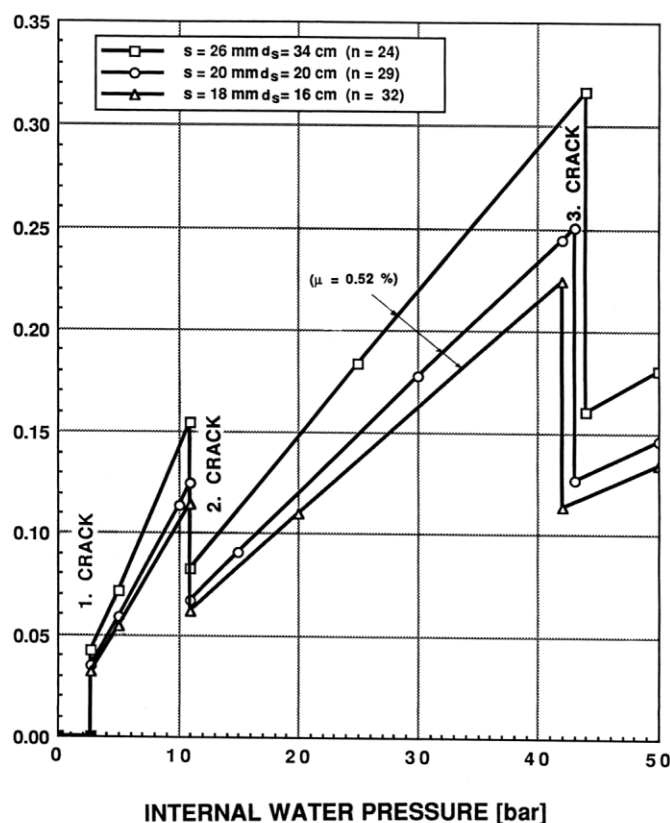


Fig. 4. History of crack formation in a reinforced concrete lining as a function of the diameter and spacing of the steel bars and the resulting percentage of reinforcement (from [8])  
Bild 4. Entstehungsgeschichte der Risse in einer bewehrten Betonauskleidung in Abhängigkeit der Durchmesser und Abstände der Bewehrungsstäbe und daraus resultierender Bewehrungsgehalt (gemäß [8])

Reichweite der Sickerströmung aus dem Triebwassersystem die Geländeoberfläche nicht erreichen kann und allenfalls weiträumige Hangrutschungen auslösen kann. Letztendlich dürfen die hydrogeologischen Verhältnisse, zum Beispiel die Ergiebigkeit von Quellen, nicht nachteilig beeinflusst werden.

### 3 Bemessung von bewehrten Betonauskleidungen von vertikalen Druckschächten

In einer bewehrten Betonauskleidung werden sich bei der Erstfüllung ab einem bestimmten Innendruck Erstrisse in der Auskleidung ausbilden. Deren Abstände werden entscheidend von der Wahl der Bewehrung beeinflusst. Dabei sind Bewehrungen mit kleinen Stabdurchmessern und engen Stababständen für die Risseverteilung sehr günstig. Bei hohem Innendruck bilden sich unter Umständen noch Zweit- oder sogar Drittrisse (Bild 4). Diese Entstehungsgeschichte der Risse muss bei der Berechnung von Spannungen im Stahl und Beton sowie der Rissweiten berücksichtigt werden [8].

Die Bewehrung muss so bemessen werden dass (I) Stahlspannungen in der Bewehrung und (II) die Rissweiten in der Betonauskleidung sowie (III) die Wasserverluste beschränkt werden.

Diese Kriterien sind eng miteinander verknüpft. Oftmals kann die zulässige Stahlspannung nicht ausgenutzt werden, da das Kriterium II oder III maßgebend wird. In diesen Fällen kann ein Minimalbewehrungsgehalt gewählt werden, welcher aber mindestens der Zugfestigkeit des Betonquerschnitts entsprechen muss. Zu beachten ist, dass die für klassische Betonbauwerke in vielen Normen definierten minimalen Bewehrungsgehalte bei Stollen- und Schachtauskleidungen nicht anwendbar sind und zu unvernünftig hohen Gehalten führen.

Die Rissweiten müssen im Normalfall mindestens unter 0,3 mm beschränkt werden. Dies verhindert Auswaschungen und Erosionen von Kluftfüllungen infolge der Sickerströmung in Stollennähe. Für Rissweiten unter 0,2 mm kann eine Betonauskleidung als praktisch dicht erachtet werden. Sofern die Rissweiten durch eine enge, aber feine Bewehrung unter 0,1 mm begrenzt werden können, darf davon ausgegangen werden, dass sich die Risse in der Auskleidung mit der Zeit vollständig mit Feinsedimenten kolmatieren (Bild 5).

Während Entleerungen werden Betonauskleidungen durch einen Außenwasserdruck belastet. Dessen tatsächlich wirksame Größe wird stark von Verhältnis der Auskleidungs- zur Felsdurchlässigkeit beeinflusst. Die oft verwendete Annahme, dass die Auskleidung vollständig dicht und somit der Außendruck voll wirksam ist, also der Bergwasserspiegelhöhe entspricht, führt zu einer sehr konservativen Bemessung der Auskleidungsstärke [9]. Selbst sehr geringe Auskleidungsdurchlässigkeiten reduzieren den tatsächlich wirkenden Außenwasserdruck schon erheblich. Mit Konsolidationsinjektionen kann der wirksame Außenwasserdruck im durchlässigen Gebirge noch zusätzlich verringert werden. Aufgelockerte Zonen mit erhöhter Durchlässigkeit in Stollennähe hingegen bewirken eine größere Belastung der Auskleidung. In solchen Fällen ist es besonders wichtig, die Auflockerungszone mit Injektionen abzudichten.



Fig. 5. Two layer reinforcement of the 80 cm thick concrete lining of the pressure tunnel (diameter 11 m) of the Upper Gotvand hydropower plant in Iran (photo: Schleiss, January 2009)

Bild 5. Armierte Betonauskleidung des Druckstollens (Durchmesser 11 m) der Wasserkraftanlage Upper Gotvand im Iran (Foto: Schleiss, Januar 2009)

in the reinforcement and the concrete lining as well as the width of the cracks [8].

The reinforcement has to be designed in order to limit (I) stresses in the reinforcement and (II) the width of cracks in the concrete lining as well as (III) water losses. These criteria strongly depend on each other. Very often the permissible steel stresses cannot be exploited since criterion II or III govern. In such cases a minimum reinforcement is sufficient, whose resistance has to correspond at least to the total tensile strength of the concrete section of the lining. It should be noted that the minimum reinforcement requirements as defined in many codes intended for classic concrete structures are not applicable to concrete linings of pressurised tunnels and shafts, and would often result in an unreasonably high minimum percentage of reinforcement.

Crack widths have to be limited to less than 0.3 mm in order to avoid washing out and erosion of joint fillings under seepage flow near the tunnel. If crack widths are below 0.2 mm, the concrete lining can be considered as practically impervious. If crack width can be limited to below 0.1 mm by the reinforcement, it can be assumed that the cracks in the lining will become fully clogged by the fine suspended sediments in the water with time (Fig. 5).

When the shaft or tunnel is emptied, the concrete linings are loaded by external water pressure. The acting external water pressure strongly depends on the permeability of the rock mass and the concrete lining. The often used assumption that the lining is impervious and that consequently the external water pressure acts fully on the outer side of the lining, i.e. is equal to the height of the ground water table, leads to very conservative design of the lining thickness [9]. Even if the lining is only slightly pervious, the external pressure acting on the outer side of the lining is already significantly reduced. In the case of quite permeable rock mass, consolidation grouting can further reduce the acting external pressure. Loosened

#### 4 Konstruktive Details von betonverkleideten vertikalen Druckschächten

##### 4.1 Abstand und Auskleidung zwischen Druckschacht und Maschinenkaverne

Der geringste Abstand zwischen dem vertikalen Druckschacht und der Maschinenkaverne wird durch den maximal zulässigen Gradienten der Sickerströmung bestimmt, welche aus dem Druckschacht in Richtung Kaverne entsteht. Bei sehr guten Felsverhältnissen sind Gradienten von 8–10 vertretbar. Bei mittleren Felsverhältnissen und insbesondere wenn allenfalls auswaschbare Kluftfüllungen vorhanden sind, sollten die Gradienten unter 5 beschränkt werden.

Die Verbindung zwischen dem Krümmer am Fuß des vertikalen Druckschachts und der Verteilleitung muss gepanzert werden, um die erwähnten maximalen Gradienten nicht zu überschreiten. Zudem sind die natürlichen Gebirgsspannungen in der Nähe von großen Hohlräumen gestört. Die Bemessung der horizontalen bzw. leicht geneigten Panzerungsstrecke erfolgt mit den zwei übergeordneten Bemessungskriterien bezüglich Gebrauchsfähigkeit und Tragfähigkeit der Panzerung [2] [10].

Am Schachtfuß kann falls vorhanden eine rechnerische Gebirgsmittwirkung bis max. 50 % für die Bemessung der Panzerung berücksichtigt werden, welche aber bis zur Verteilleitung sukzessive auf Null zu reduzieren ist. Falls die Panzerung eine Sicherheit von  $S = 2.0$  gegenüber der Mindeststreckgrenze aufweist, ist die Panzerung selbst bei wegfallender Gebirgsmittwirkung gerade noch tragfähig. Diese Begrenzung des Gebirgsanteils mag wegen dem großen Schadenpotenzial im Falle eines Bruchs in der Nähe der Maschinenkaverne angebracht sein.

Die Beulsicherheit der horizontalen Panzerungsstrecke dürfte oft das maßgebende Bemessungskriterium sein. Der maximal wirksame Außendruck entlang der horizontalen Panzerungsstrecke zwischen dem unteren Krümmer und der Kaverne wird stark von der Drainagewirkung der verschiedenen Hohlräume bei Entleerungen beeinflusst. Dabei muss berücksichtigt werden, dass sich am Schachtfuß hinter der Betonauskleidung sowie hinter der Kavernenauskleidung je nach Durchlässigkeitseigenschaften ein Außenwasserdruck aufbauen wird (Berechnung gemäß Kapitel 3). An der Kavernenwand dürfte der Druck auf der Höhe der Maschinenachse praktisch kaum höher als 50 m sein, insbesondere wenn die Kavernenauskleidung an der Außenseite drainiert ist. Ausgehend von diesen physikalischen Randbedingungen an den Extremitäten der gepanzerten Horizontalstrecke wird der Außenwasserdruck entlang der Panzerung von beiden Seiten domartig mit maximal 45° anwachsen, was einer extrem steilen und somit pessimistischen Oberfläche der Sickerströmung entspricht. Falls davon ausgegangen wird, dass die Felsdurchlässigkeit im Bereich des Fußes des Druckschachts und der Horizontalpanzerung sehr dicht ist und sich der Druck nicht gegen den entleerten Schacht und die Kaverne abbauen kann, müsste im pessimistischen Fall angenommen werden, dass der Außendruck entlang der Panzerung dem Betriebsdruck im noch gefüllten Schacht entspricht. Für diese extreme Annahme dürfte eine Sicherheit gegen Beulen von  $S = 1,15$  bis 1,30 ausreichend sein.

rock zones near the tunnel with high permeability result in higher loading of the lining by external pressure. In such cases, it is important to reduce the permeability of loosened rock zones by consolidation grouting.

#### 4 Constructive details of concrete-lined vertical pressure shafts

##### 4.1 Distance and lining between pressure shaft and powerhouse

The smallest distance between the vertical pressure shaft and the underground powerhouse is given by a maximum tolerable gradient of the seepage flow, which occurs from the pressure shaft towards the cavern. For good rock conditions, gradients between 8 and 10 are acceptable. For medium rock quality and particularly if joint fillings are present, which can be washed out, the gradient has to be limited to below 5.

The connection between the bend at the toe of the vertical pressure shaft and the bifurcation before the powerhouse has to be steel-lined in order not to exceed the maximum gradients mentioned before. Furthermore the natural rock stresses are disturbed in the vicinity of large caverns. The design of the horizontal or slightly sloping steel liner has to consider two general criteria regarding stresses in the steel liner and its bearing capacity together with the rock mass [2] [10].

At the toe of the vertical pressure shaft, rock mass participation, if available, of 50 % at the maximum can be considered in the design of the steel liner. Nevertheless it has to be reduced successively to 0 % towards the bifurcation at the cavern. If the steel liner is designed with a safety of  $S = 2$  against yield strength, it is just at the limit of its bearing capacity even if the rock mass would not participate. This limitation of the rock mass participation below 50 % may be recommended because of the high damage potential in the case of the failure of the steel liner near the underground powerhouse.

The safety against buckling is often the governing design criteria for the steel liner in the near horizontal stretch upstream of the cavern. When the waterway system is emptied, the maximal acting external water pressure along this stretch of the steel liner between the lower bend of the vertical pressure shaft and the powerhouse cavern is strongly influenced by the drainage effect of the

Die Beulsicherheit der Panzerung kann durch eine entsprechende Panzerungsstärke oder durch Aussteifungen garantiert werden. Eine sehr wirtschaftliche Methode ist die Panzerung mit Einwegentlastungsventilen vor zu großem Außenwasserdruck zu schützen. Diese haben sich bei verschiedenen Projekten bewährt und können nach der Methode von Schleiss [11] [12] bemessen werden.

In einem Abstand von etwa 20 m vom Krümmer sollte um die Panzerung ein ringförmiger, vertikaler Dichtungsschirm von 20 bis 30 m Reichweite gegen oben mit Konsolidationsinjektionen ausgeführt werden. Gegen unten kann die Reichweite halbiert werden. Damit kann vermieden werden, dass sich entlang der Panzerung präferentielle Sickerströmungswege in Richtung Kaverne ausbilden können.

##### 4.2 Unterer und oberer Krümmer

Die beiden Krümmer sollten wegen der auftretenden Turbulenzen und Druckschwankungen mit einer Stahlpanzerung versehen werden, wobei natürlich aus hydraulischen Gründen ein bestimmter Krümmungsradius nicht zu unterschreiten ist.

Die Verengung vom Druckschacht zur gepanzerten Horizontalstrecke sollte direkt kontinuierlich mit einem gepanzerten Krümmer erfolgen. Dies ist hydraulisch günstig, indem der Krümmer- und Verengungsverlust klein gehalten werden. Zudem ergibt sich eine konusartige Betonhinterfüllung des Krümmers, was statisch für den Kraftfluss günstig ist.

Im oberen Krümmer sollte für den Unterhalt ein in der Achse des Schachts angeordnetes Mannloch vorgesehen werden. Dieser Einstieg kann aber für die Strömung große Ablösungen und Wirbel mit hohen Turbulenzen und somit lokale Verluste im Turbinen- und Pumpbetrieb verursachen. Es ist deshalb empfehlenswert, die Aussparung im Krümmer mit einer Stahlplatte als Leitwand abzudecken, welche mit einigen Löchern zum Druckausgleich versehen ist.

##### 4.3 Abstand zwischen mehreren vertikalen Druckschächten

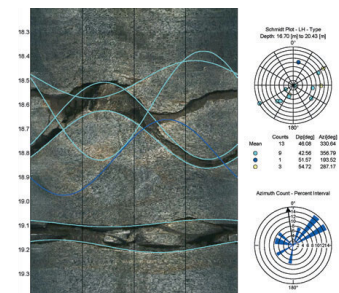
Oftmals werden mehrere Druckschächte parallel ausgeführt. Der minimale Achsabstand der Druckschächte ist vorerst aus felsmechanischer Sicht beim Bau gegeben. Der

#### terrascan



Zur optimalen Lösung Ihrer geologischen, hydrogeologischen und geotechnischen Probleme werden bei terrascan neben traditionellen geologischen Untersuchungsmethoden folgende geophysikalische Messverfahren eingesetzt:

- GEOELEKTRISCHE VERFAHREN (Sondierung, Kartierung, Tomographie, IP)
- ELEKTROMAGNETIK (Slingram, TEM, VLF)
- MAGNETIK
- SEISMIK (Refraktions- und Reflexionsseismik, Hybridseismik)
- BOHRLOCHMESSUNGEN
- ERSCHÜTTERUNGSMESSUNGEN
- RADONMESSUNGEN



**terrascan G.m.b.H.**  
Geophysik und Bohrlochmessungen

A-5162 Obertrum • Weiherweg 1 • Mobil.: +43 (0)664 38 31 568 • Tel. +43 (0)6219 20 321  
Fax +43 (0)6219 20 404 • email: terrascan@aon.at • [www.terrascan.at](http://www.terrascan.at)



different underground openings. First it has to be considered that an external water pressure will build up behind the concrete lining at the lower shaft bend due to seepage flow and the lining of the underground power house, depending on the permeability characteristics. Secondly, the external pressure at the lining of the powerhouse cavern will practically never reach more than 50 m, especially if the lining of the cavern is drained at its outer side. Starting from these physical boundary conditions of the acting external water pressure at both extremities of the steel liner, the external water pressure will increase from both sides with a slope of not more than 45°. This corresponds to an extreme seepage gradient with consequently a pessimistic free surface. If it is assumed that the rock mass permeability at the lower bend of the vertical pressure shaft and the near horizontal part towards the powerhouse cavern is very low, then the seepage pressure cannot be diminished towards the emptied pressure shaft and cavern. It would have to be assumed in the pessimistic case that the acting external pressure still corresponded to the operational pressure of the filled shaft. For such an extreme assumption, a safety factor against buckling of  $S = 1.15$  to  $1.3$  may be sufficient.

The buckling safety of the steel liner can be guaranteed either by increasing its thickness or by using stiffeners. A more economical method consists of protecting the steel liner against high external water pressure with one-way pressure relief valves. Good experience has been made in several projects with such pressure relief valves, which can be designed by the method of *Schleiss* [11] [12].

At a distance of about 20 m from the lower bend of the vertical pressure shaft, a circular, vertical grout curtain should be installed by consolidation grouting with a reach of 20 to 30 m in the upward direction. In the downward direction, the depth of the grout curtain can be reduced by half. This grout curtain can avoid any preferential seepage flow along the steel liner in the direction of the underground powerhouse.

## 4.2 Lower and upper bend of the vertical shaft

Both bends should be steel lined because of the high turbulence and pressure fluctuations of the flow. To limit hydraulic losses and flow separation, the radius of the bend should not be below a minimum limit in any case.

The contraction from the larger diameter of the vertical pressure shaft to the reduced diameter of the steel lining of the near horizontal stretch should be combined directly with the steel lined lower bend. This is advantageous from the hydraulic point of view since the head losses can be greatly reduced. Furthermore the conical shape of the backfill concrete behind the bend is positive for the transmission of the bending forces to the rock mass.

The upper bend should be combined with a manhole located at the axis of the vertical shaft. Nevertheless, this cavity due to the manhole produces separation of the flow and vortices, which result in high head losses during turbine and pumping operation. Therefore it is recommended to cover the cavity with a steel plate to guide the flow. The pressure on both sides can be balanced by providing some holes in the steel plate.

kritische Belastungszustand entsteht aber, falls ein Druckschacht entleert wird, während der andere noch in Betrieb bleibt. Dabei ergeben sich hohe Gradienten der Sickerströmung vom noch im Betrieb stehenden zum entleerten Druckschacht. Bei guten Felsverhältnissen kann ein Gradient von maximal 15 für eine kurzzeitige Belastungen (Entleerung von ca. zwei bis drei Wochen) akzeptiert werden, da die Sickerströmung durch die armierte Betonauskleidung stark gedrosselt wird. Allerdings darf bei den vorherrschenden Felsverhältnissen keine Auswaschungsgefahr bestehen. Die Betonauskleidung der Druckschächte muss aber für diesen Belastungsfall auf Innen- und Außenwasserdruck bemessen werden. Für Innenwasserdruck müsste die Armierung für einen radialen Gradienten der Sickerströmung von 15 immer noch in der Lage sein, die Rissweiten unter 0,1 bis 0,2 mm zu beschränken (vgl. Abschnitt 2). Gleichzeitig müsste die Betonauskleidung des benachbarten entleerten Druckschachtes in der Lage sein, dem an der Außenseite wirksamen Außenwasserdruck zu widerstehen.

Falls längere Entleerungen eines einzelnen Druckschachts vorgesehen sind, wobei ein benachbarter Schacht noch in Betrieb ist, sollte der Abstand der Schächte so gewählt werden, dass die Gradienten unter 10 bleiben und dies wiederum bei guten Felsverhältnissen. Allerdings wird davon ausgegangen, dass keine durchgehenden Felsklüfte zwischen den beiden Schächten vorhanden sind. Falls solche erwartet werden müssen, sind systematische Konsolidationsinjektionen in einem Bereich von etwa ein bis zwei Schachtdurchmessern unabdingbar.

Die Erstfüllung von durchlässigen Triebwassersystemen ist normalerweise als der kritischste Belastungszustand zu betrachten. Um nicht Schäden oder gar ein Versagen, das heißt unkontrolliertes Reißen der Betonauskleidung zu verursachen, müssen gewisse Kriterien eingehalten werden [13].

## 5 Schlussfolgerungen

Bei neuen Pumpspeicherwerken sind tiefliegende Linienführungen der Triebwassersysteme aus wirtschaftlichen und sicherheitstechnischen Gründen zu bevorzugen. Mit der Entwicklung des Raise-Boring-Verfahrens und der schnellen und kostengünstigen Erstellung von Vertikal-schächten ergeben sich bezüglich Felsüberdeckung optimale Linienführungen. Bei relativ guten Felsverhältnissen kann auf eine Stahlpanzerung zugunsten einer Betonauskleidung verzichtet werden. Dies kann bei den stark angestiegenen Stahlpreisen von größter Bedeutung für die Wirtschaftlichkeit der Projekte sein. Die Kosteneinsparungen können je nach Gefälle in der Größenordnung von 20 bis 50 Mill. Euro liegen. Druckschächte ohne Stahlpanzerungen, insbesondere vertikale, haben zudem auch große Vorteile bezüglich Unterhalt und Sicherheit bei Entleerungen. Allerdings müssen die entscheidenden Kriterien bei der Bemessung von ungepanzten Druckschächten sorgfältig untersucht werden.

## References

- [1] *Schleiss, A.*: Triebwassersysteme bei Wasserkraftanlagen – Herausforderungen und Tendenzen für die Linienführung und Auskleidung/Waterway Systems for Hydropower Plants

### 4.3 Required distance between several vertical shafts

If the installed powerhouse capacity is high, several parallel vertical pressure shafts are often built. The minimum required distance between them is first of all governed by conditions of rock mechanics. The critical loading case occurs when one of the parallel pressure shafts is emptied while the other is still in operation under full internal pressure. A seepage flow from the filled to the emptied pressure shaft develops with a high gradient corresponding to the distance between the two shafts. In case the rock mass conditions are very good, a maximum seepage gradient of 15 may be accepted for a short period of emptying (2 to 3 weeks), since the seepage flow is strongly reduced through the reinforced concrete lining. Nevertheless there should be no risk of washing out of any joint fillings. Furthermore the reinforced concrete lining has to be designed for this critical loading case mentioned before for internal and external pressure. For internal water pressure and under a seepage gradient of 15, the reinforcement has to be able to distribute the crack widths in the concrete lining below 0.2 to 0.3 mm. At the same time the concrete lining of the neighbouring shaft has to resist the external water pressure acting at its outer side.

If a pressure shaft is emptied for a long period while the neighbouring is still in operation under full internal pressure, the minimum distance between the two vertical shafts should be chosen in a way that the seepage gradient remains below 10 and this again for good rock mass conditions. Also there should be no connecting rock joints between the two shafts. If such joints have to be expected, systematic consolidation grouting has to be carried out in a range of one to two shaft diameters around the shafts.

The first filling of pervious waterway systems is normally the most critical loading case. In order to avoid damage and failure, i.e. an uncontrolled cracking of the reinforced concrete lining due to the very high initial seepage gradients, certain limiting criteria have to be observed during the first filling [13].

### 5 Conclusions

For new underground pumped storage power plants, a deep alignment of the waterway system is favourable from the economical and safety points of view. With the development of the raise-boring method, resulting in fast and cheap construction of vertical pressure shafts, optimal alignments can be obtained regarding rock cover. In case rock conditions are relatively good, the steel lining of the vertical shaft can be omitted and replaced by a reinforced concrete lining. This is of most importance for the economical success of the project due to the highly increased prices for steel liners. The cost saving may reach a magnitude of 20 to 50 mio. Euros, depending on the prevailing pressure head in the waterway system. Pressure shafts without steel liners, especially if they are vertical, are also advantageous in view of maintenance as well as safety during emptying. Nevertheless, the governing criteria for the design of pervious pressure shafts without steel lining have to be studied carefully.

– Challenges and tendencies for alignment and lining. In Proceedings of Swiss Tunnel Congress 2012, pp. 204–221.

- [2] Schleiss, A.: Design criteria applied for the lower pressure tunnel of the North Fork Stanislaus River Hydroelectric Project in California. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 21 (1988), pp. 161–181.
- [3] Schleiss, A.: Analyse der Gebirgstragfähigkeit bei der Bemessung des Hochdruckstollen Collierville in Kalifornien. 38. Salzburger Kolloquium für Geomechanik, pp. 73–80. Salzburg, 1989.
- [4] Bodenmann, H.: Druckschächte schräg oder vertikal – Überlegungen zur Variantenwahl aus der Sicht eines Kraftwerkbetreibers. In Proceedings of Swiss Tunnel Congress 2012, pp. 248–257.
- [5] Schleiss, A.: Design of pervious pressure tunnels. *Water Power & Dam Construction*, 38 (1986), No. 5, pp. 21–26
- [6] Schleiss, A.: Einfluss der Sickerströmung in Betonauskleidung und Fels auf die Bemessung von durchlässigen Druckstollen. *Österreichische Wasserwirtschaft* 39 (1987), No. 1/2, pp. 39–50.
- [7] Schleiss, A.: Bemessungskriterien für betonverkleidete und unverkleidete Druckstollen. *Wasserwirtschaft* 78 (1988), No. 3, pp. 118–122.
- [8] Schleiss, A.: Design of reinforced concrete linings of pressure tunnels and shafts. *Hydropower & Dams* 4 (1997), No. 3, pp. 88–94.
- [9] Schleiss, A.: Bemessung von Betonauskleidungen von Druckstollen und Druckschächten unter Außenwasserdruck. *wasser, energie, luft* 89 (1997), No. 7/8, pp. 171–175.
- [10] Schleiss, A.: Berücksichtigung des Restrisikos bei der Konzeption und Bemessung von hochbeanspruchten Druckschächten. *Int. Symposium Moderne Methoden und Konzepte im Wasserbau, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), VAW-Mitteilung* 175, 385–394. 2002.
- [11] Schleiss, A.: Bemessung von Entlastungsventilen zur Beulsicherung von Druckschachtpanzerungen gegen Außenwasserdruck. *Wasserwirtschaft* 97 (2007), No. 1/2, pp. 26–31.
- [12] Schleiss, A., Manso, P.: Design of pressure relief valves for protection of steel-lined pressure shafts and tunnels against buckling during emptying. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 45 (2012), No. 1, pp. 11–20.
- [13] Schleiss A., Johannesson, P.: Erstfüllung von durchlässigen Druckstollen und Druckschächten. *Proc. 7. Int. Kongress über Felsmechanik*, pp. 1345–1350. Aachen, 1991.



Prof. Dr. Anton Schleiss  
Laboratoire de constructions hydrauliques (LCH)  
Ecole polytechnique fédérale de Lausanne (EPFL)  
LCH-IIC-ENAC, Station 18  
CH-1015 Lausanne  
anton.schleiss@epfl.ch